معرفی دو اصلاح مؤثر برای بهبود پیش‌بینی رفتار دینامیکی خاک‌های دانه‌ای در مدل رفتاری پاستور- زینکوویچ★

امین ایرجی[۱]

چکیده دو اصلاح مؤثر برای بهبود پیش‌بینی رفتار دینامیکی خاک‌های دانه‌ای توسط مدل رفتاری خمیری تعمیم‌یافته (Generalized plasticity) پاستور- زینکوویچ (Pastor-Zienkiewicz, PZ) معرفی شده‌است. اصلاح اول برای در نظر گرفتن پدیدهٔ اثر سست‌شوندگی در بارگذاری متناوب خاک‌های دانه‌ای متراکم و اصلاح دوم برای بهبود پیش‌بینی پدیدهٔ رچتینگ (Ratcheting) یعنی کرنش‌های خمیری پیش‌رونده در خاک‌های دانه‌ای تحت بارگذاری متناوب اعمال شده‌است. از سه آزمایش سه‌محوری و سه آزمایش کرنش مسطح تحت بارگذاری متناوب برای صحت‌سنجی مدل اصلاح‌شده استفاده شده‌است. در هر دو اصلاح مذکور، پیش‌بینی تغییرات تنش در مقابل کرنش و هم‌چنین تغییرات کرنش حجمی رضایت‌بخش بوده‌اند؛ با این حال نتایج پیش‌بینی تغییرات کرنش حجمی در اصلاح دوم نسبت به اصلاح اول تطابق بیشتری با آزمایش‌ها داشتند.

واژه‌های کلیدی نظریهٔ خمیری تعمیم‌یافته، اصلاح مدل رفتاری، خاک‌های دانه‌ای متراکم، شبیه‌سازی بارگذاری متناوب، سست‌شوندگی، رچتینگ.

Introducing Two Effective Modifications for Pastor-Zienkiewicz Model for Improvement of Dynamic Simulation Capability of Granular Soils

A. Iraji

Abstract *Two effective modifications were introduced for Pastor-Zienkiewicz (PZ) model to improve the prediction of dynamic behavior of granular soils. The first modification was implementation of degradation effect for dense granular soils under cyclic loading, and the second was improvement of ratcheting effect for granular soils under cyclic loading. Three cyclic triaxial tests and three cyclic plane strain test were used to validate the introduced modifications. Predictions of stress versus strain for both of modifications were satisfactory. However, predictions of volumetric strain for the second modification were better than those of the first modification.*

Key Words Generalized plasticity theory; Modification of constitutive law; Dense granular soils; Simulation of cyclicloading; Degradation; Ratcheting

★تاریخ دریافت مقاله ۹۶/۱/۲۲ و تاریخ پذیرش آن ۹۷/۱۲/۱۲ می‌باشد.

(۱) نویسندهٔ مسئول، استادیار، دانشکدهٔ فنی مهندسی خوی، دانشگاه ارومیه.

Email: a.iraji@urmia.ac.ir

مقدمه

تحلیل و طراحی دقیق سازه‌های ژئوتکنیکی تحت بارهای دینامیکی و لرزه‌ای یکی از چالش‌های مهندسان و محققان در دهه‌های اخیر می‌باشد. بسیاری از سازه‌های ژئوتکنیکی در شرایط بهره‌برداری عادی و تحت بارهای استاتیکی به‌طور معمول معیارهای طراحی را برآورده می‌کنند. با این حال در شرایط ویژه از جمله بارهای لرزه‌ای، مشکل پایداری یا تغییرشکل‌های بیش از حد مجاز بروز می‌کند که امکان بهره‌برداری را مختل می‌کنند. به‌طور کلی روش‌های مذکور را می‌توان در چند دستهٔ اصلی شامل تعادل حدی، تحلیل حدی و روش‌های عددی دسته‌بندی کرد. از آنجا که تعیین مقاومت و تغییرشکل سازه‌ها همواره دو هدف اصلی محققان در این خصوص بوده‌است، لذا روش‌های عددی همواره کامل‌ترین روش به‌خصوص برای شبیه‌سازی دینامیکی معرفی شده‌است. مدل رفتاری دینامیکی مصالح به‌عنوان اصلی‌ترین مسأله در روش‌های عددی دینامیکی مطرح می‌باشد؛ خصوصاً این‌که رفتار مصالح ژئوتکنیکی عمدتاً به‌صورت غیرخطی و ارتجاعی خمیری می‌باشد. محققان مختلف مدل‌های رفتاری دینامیکی متنوعی را برای پیش‌بینی رفتار مصالح ژئوتکنیکی معرفی کرده‌اند. با این حال تعداد بسیاری از آنها تنها در حالت‌های مشخص تنش و شرایط مرزی، جواب‌های قابل قبولی ارائه می‌دهند؛ لذا اهمیت تحقیق و توسعه در خصوص مدل‌های رفتاری دینامیکی بیش از پیش نمایان می‌شود.

مدل رفتاری PZ (Pastor-Zienkiewicz) بر پایهٔ تئوری خمیری تعمیم‌یافته تعریف شده‌است. نظریهٔ اخیر توسط مروز و زینکوویچ [1] و زینکوویچ و مروز [2] معرفی شده و توسط پژوهشگران دیگر از قبیل زینکوویچ و همکاران [3] و پاستور و همکاران [4-6] توسعه داده شده‌است. این مدل قادر است تا رفتار ماسه‌های سست و متراکم را تحت شرایط استاتیکی و دینامیکی پیش‌بینی نماید. در مدل PZ از سطوح تسلیم و پتانسیل خمیری استفاده نشده و به‌جای آنها از گرادیان‌های سطح تسلیم و پتانسیل خمیری استفاده شده‌است. این گرادیان‌ها در رابطه بین نرخ تنش و نرخ کرنش لحاظ می‌شوند. مهم‌ترین مزیت مدل PZ حالت نموی رابطه بین تنش و کرنش است که قادر است به‌آسانی رفتار خاک دانه‌ای را تحت بارگذاری‌های پیچیدهٔ دینامیکی شبیه‌سازی کند. پاستور و همکاران [6] این مدل را برای شبیه‌سازی روان‌گرایی و رفتار زهکشی‌نشدهٔ ماسه به‌کار بردند.

پژوهشگران مختلفی برروی نظریهٔ خمیری تعمیم‌یافته مطالعه نموده و آن را به روش‌های مختلفی توسعه داده‌اند. پاستور و همکاران [7] اثر ناهمسانی (Anisotropy) را در این مدل لحاظ کرده‌اند. باهدا و همکاران [8] مدل اصلی را تغییر داده‌اند و اثر پارامتر حالت و قانون سخت‌شوندگی دوگانه‌ای (Double hardening model) را در آن اعمال کرده‌اند. هم‌چنین نظریهٔ خمیری تعمیم‌یافته برای مدل‌سازی خاک‌های نیمه‌اشباع و با روش عددی انتگراسیون غیرصریح (Implicit integration method) توسعه داده شده‌است [9]. در مطالعهٔ دیگر، پدیدهٔ تشکیل باند برشی (Shear band) در خاک‌های کاملاً اشباع و نیمه‌اشباع با روش dynamic strain localization و محیط چندفازی (فازهای جامد، مایع و گاز)، بااستفاده از نظریهٔ خمیری تعمیم‌یافته بررسی شده‌است [10] . لینگ و لیو [11] اثر وابستگی پارامترها را به سطح تنش و رفتار تراکمی ماسه تحت بارگذاری یک‌سویه و متناوب در نظر گرفتند. مرودو و همکاران [12] یک مدل توسعه‌یافتهٔ خمیری تعمیم‌یافته را ارائه نمودند که قادر به شبیه‌سازی پدیدهٔ شکست (Damage phenomenon) در مصالح ژئوتکنیکی می‌باشد. میرا و همکاران [13] در بخش الاستیک مدل و تغییرشکل‌های برگشت‌پذیر به‌جای فرمولاسیون هیپو- الاستیک (Hypo-elastic) که در مدل پایه به کار برده شده‌است، از فرمولاسیون هیپر- الاستیک (Hyper-elastic) استفاده کردند.

لشکری و لطیفی [14] یک اصلاحیه برای بهبود پیش‌بینی پدیدهٔ روانگرایی در ماسه توسط مدل رفتاری

پاستور- زینکوویچ- چان معرفی کردند. این اصلاحیه قابلیت پیش‌بینی روانگرایی ماسه در هنگام چرخش محورهای تنش اصلی را به مدل مذکور اضافه می‌کند. گلچین و لشکری [15] پدیدهٔ تغییرات ویژگی‌های ارتجاعی مصالح دانه‌ای در اثر تغییرات کرنش خمیری را با وارد کردن یک مدل هیپرالاستیک در چهارچوب نظریهٔ خمیری سطح مرزی حالت حدی بررسی کردند. شبیه‌سازی‌ها حاکی از رضایت‌بخش بودن نتایج به‌دست‌آمده بود. ایرجی و همکاران [16] یک اصلاح مؤثر برای بهبود پیش‌بینی پدیدهٔ اثر سست‌شوندگی ماسهٔ متراکم تحت بارگذاری متناوب را در چهارچوب نظریهٔ خمیری تعمیم‌یافته ارائه کرده‌اند. گورانی و حمیدی [17] یک مدل خمیری تعمیم‌یافتهٔ اصلاح‌شده را برای پیش‌بینی رفتار مصالح دانه‌ای حاوی مخلوط ماسه و شن ارائه کرده‌اند. آنها برای این منظور خط حالت بحرانی مدل مذکور را برای مصالح مخلوط شن و ماسه اصلاح کرده‌اند. روانبخش و حمیدی [18] با اصلاح خط حالت بحرانی برای ماسهٔ سیمانته در نظریهٔ خمیری تعمیم‌یافته چهارچوب جدیدی را برای پیش‌بینی رفتار این نوع ماسه ارائه کردند. نجمه و لطیفی [19] یک روش تحلیلی برای روانگرایی ماسهٔ سست و برمبنای مفهوم و تعریف پایه‌ای روانگرایی ارائه داده‌اند. آنها برای این منظور از مدل رفتاری دافالیاس- منظری (Dafalias–Manzari) استفاده کرده و نسبت تنش در لحظهٔ شروع روانگرایی را به‌صورت تابعی از پارامترهای مدل ارائه داده‌اند.

ماسه‌های سست و متراکم، طی بارگذاری دینامیکی رفتارهای متفاوتی را در بارگذاری مجدد بروز می‌دهند. در طول بارگذاری مجدد برروی ماسهٔ سست، سختی ماسهٔ سست افزایش پیدا می‌کند. این پدیده در مدل رفتاری PZ لحاظ شده‌است؛ با این حال در ماسهٔ متراکم به‌علت دانسیتهٔ نسبی بالا درطی بارگذاری مجدد، کاهش سختی و رفتار اتساعی مشاهده می‌شود؛ که مدل PZ قادر به شبیه‌سازی چنین رفتاری نیست و یک اصلاح مؤثر در این خصوص ضروری به‌نظر می‌رسد. از سوی دیگر در مدل PZ، تغییرشکل‌های نهایی پیش‌بینی‌شده در نمونه‌های تحت بارگذاری متناوب، به‌خصوص با سیکل‌های کوچک بارگذاری و باربرداری بسیار بیشتر از نتایج واقعی می‌باشد. به‌عبارت دیگر مدل PZ قادر به پیش‌بینی مطلوب پدیدهٔ رچتینگ نیست و یک اصلاح دیگر در این خصوص ضروری به‌نظر می‌رسد (لازم به ذکر است که مفهوم پدیدهٔ رچتینگ بیشتر در مهندسی مکانیک و متالورژی کاربرد دارد و در این رشته‌ها نیز تاکنون معادل فارسی مناسبی برای این کلمه انتخاب نشده‌است. بیشترین کاربرد این واژه در ادبیات فنی به‌صورت «رچتینگ» است. با این حال در موارد کمی از عبارت «خزش سیکلی» نیز استفاده شده‌است). اصلاحیهٔ اول مدل منجر به افزایش تعداد پارامترهای مدل نمی‌شود درحالی‌که در اصلاحیهٔ دوم تعداد پارامترهای مدل به‌اندازهٔ دو پارامتر افزایش می‌یابد. سه آزمایش سه‌محوری و سه آزمایش کرنش مسطح تحت بارگذاری متناوب برروی خاک‌های ماسه‌ای برای صحت‌سنجی استفاده شده‌اند. تغییرات تنش درمقابل کرنش و هم‌چنین تغییرات کرنش حجمی بررسی شده‌اند. در تمام شبیه‌سازی‌های انجام‌شده شرایط زهکشی‌شده در نظر گرفته شده‌است. خاطرنشان می‌شود که مدل اصلاح‌شده تنها توانایی شبیه‌سازی رفتار دینامیکی در شرایط زهکشی‌شده را دارد و قابلیت شبیه‌سازی در شرایط زهکشی‌نشده را ندارد. مدل PZ ابتدا در زبان برنامه‌نویسی فرترن (FORTRAN) و سپس بااستفاده از زبان برنامه‌نویسی فیش (FISH) در نرم‌افزار FLAC نوشته شده‌است.

تشریح مدل پاستور- زینکوویچ

مدل PZ ا سا ساً در فـ ضای سه‌محوری p, q, θ تعریف شده‌است. این مدل در بارگذاری یکسویه (Monotonic) به ۷ پارامتر و در بارگذاری متناوب به ۱۰ پارامتر نیاز دارد.

رابطهٔ بین نرخ تنش و نرخ کرنش برای مصالحی که رفتار آنها تابع زمان نیست، به‌صورت زیر تعریف

می‌شود:

$$d\sigma = D^{ep}: d\varepsilon \quad (۱)$$

که در آن $d\sigma$ و D^{ep} به‌ترتیب نرخ تانسور تنش و تانسور سختی الاستوپلاستیک هستند. عملگرد «:» بیانگر ضرب عددی دو تانسور است. تانسور سختی الاستوپلاستیک در نظریهٔ خمیری تعمیم‌یافته به‌صورت زیر تعریف می‌شود:

$$D^{ep} = D^{e} - \frac{D^{e}:n_{gL/U}:n^{T}:D^{e}}{H_{L/U}+n^{T}:D^{e}:n_{gL/U}} \quad (۲)$$

که در آن D^{e} ، n ، $n_{gL/U}$ و $H_{L/U}$ به‌ترتیب تانسور سختی الاستیک، بردار جهت بارگذاری و باربرداری، بردار جهت جریان خمیری تحت شرایط بارگذاری یا باربرداری و ضریب پلاستیک بارگذاری یا باربرداری می‌باشند. هم‌چنین اندیس‌های L و U به‌ترتیب حالت بارگذاری و باربرداری را نشان می‌دهند.

رفتار الاستیک از قانون هوک (Hoek) پیروی می‌کند. ضریب برشی ارتجاعی توسط رابطهٔ زیر تعریف می‌شود:

$$G = G_0\left(\frac{p}{p_a}\right) \quad (۳)$$

در رابطهٔ بالا p تنش مؤثر میانگین ($p = \frac{I_1}{3}$)، p_a فشار اتمسفر، I_1 اولین نامتغیر تنش و G_0 مدول برشی پایه می‌باشند. هم‌چنین مقدار p_a، ۱۰۱/۳۲۵kPa لحاظ می‌شود. مدول حجمی ارتجاعی به‌صورت زیر تعریف می‌شود:

$$K = K_0\left(\frac{p}{p_a}\right) \quad (٤)$$

که در آن K_0 مدول حجمی پایه است.

براساس رابطهٔ پیشنهادی نووا و وود [20]، پاستور و همکاران رابطهٔ زیر را برای اتساع خاک پیشنهاد نمودند که در مدل PZ به‌کار برده شده‌است:

$$d_g = \frac{\dot{\varepsilon}_v^p}{\dot{\varepsilon}_s^p} = (1+\alpha)(M_g - \eta) \quad (۵)$$

که در آن $\dot{\varepsilon}_v^p$ و $\dot{\varepsilon}_s^p$ به‌ترتیب نرخ کرنش حجمی خمیری و نرخ کرنش انحرافی خمیری، M_g شیب خط حالت بحرانی در فضای $p - q$، $\eta = q/p$ نسبت تنش و α پارامتر ثابت مدل هستند. M_g با زاویهٔ اصطکاک داخلی در حالت بحرانی ϕ_c و زاویهٔ لود (Lode)، θ، روابط زیر را دارد:

$$M_g = \frac{6\sin\phi_c}{3-\sin\phi_c\sin3\theta} \quad (٦)$$

$$\sin3\theta = \frac{3\sqrt{3}}{2}\frac{J_3}{\sqrt{{J_2}^3}} \quad (۷)$$

که در آن J_2 و J_3 به‌ترتیب نامتغیرهای دوم و سوم تنش می‌باشند.

بردار گرادیان سطح تسلیم بردار جهت بارگذاری یعنی n و بردار گرادیان سطح پتانسیل خمیری بردار جهت جریان خمیری یعنی n_g است. قانون جریان خمیری (Flow rule)، غیروابسته است، به‌طوری‌که دو بردار گرادیان ذکر شده یکسان نیستند و به صورت زیر تعریف می‌شوند:

$$n = \left(\frac{\partial f}{\partial p}, \frac{\partial f}{\partial q}, \frac{\partial f}{\partial \theta}\right)^T = (d_f, 1, -qM_f\cos3\theta/2)^T \quad (۸)$$

$$n_g = \left(\frac{\partial g}{\partial p}, \frac{\partial g}{\partial q}, \frac{\partial g}{\partial \theta}\right)^T = (d_g, 1, -qM_g\cos3\theta/2)^T \quad (۹)$$

f و g به‌ترتیب سطوح تسلیم و پتانسیل خمیری مدل هستند. M_f ثابت مدل است که در اندازهٔ سطح تسلیم تأثیرگذار است و $d_f = (1+\alpha)(M_f - \eta)$.

ضریب خمیری در شرایط بارگذاری اولیه به‌صورت زیر تعریف می‌شود:

$$H_L = H_0 p H_f\{H_v + H_s\} \quad (۱۰)$$

H_0 ضریب خمیری اولیه و H_f، H_v و H_s ضرایب خمیری هستند که به‌صورت زیر تعریف می‌شوند:

$$H_f = \left(1 - \frac{\eta}{\eta_f}\right)^4 \quad (۱۱)$$

که در آن:

$$\eta_f = \left(1+\frac{1}{\alpha}\right) M_f \quad (۱۲)$$

$$H_v = 1 - \frac{\eta}{M_g} \quad (۱۳)$$

$$H_s = \beta_0 \beta_1 \exp(-\beta_0 \xi) \quad (۱٤)$$

η_f پارامتر نسبت تنش است. β_0 و β_1 پارامترهای ثابت مدل هستند. همچنین ξ کرنش انحرافی پلاستیک تجمعی است: $\xi = \int |\dot{\varepsilon}_s^p|$. $\dot{\varepsilon}_s^p$ نرخ کرنش انحرافی خمیری است.

ضریب خمیری برای بارگذاری مجدد به‌صورت زیر تعریف می‌شود:

$$H_L = H_0 p H_f \{H_v + H_s\} H_{DM} \quad (۱۵)$$

در رابطهٔ بالا ضریب H_{DM} به‌منظور در نظر گرفتن تاریخچهٔ تنش می‌باشد و به‌صورت زیر تعریف می‌شود:

$$H_{DM} = \left(\frac{\zeta_{max}}{\zeta}\right)^{\gamma} \quad (۱٦)$$

$$\zeta = p.\left(1 - \frac{\alpha}{1+\alpha}\frac{\eta}{M_f}\right)^{-1/\alpha} \quad (۱۷)$$

در رابطهٔ بالا ζ تنش بسیج‌شده (Mobilized stress) در هر لحظهٔ بارگذاری است. هم‌چنین γ پارامتر ثابت مدل رفتاری می‌باشد. ضریب خمیری مدل در باربرداری به‌صورت زیر تعریف شده‌است:

$$H_U = H_{U0}\left(\frac{M_g}{\eta_U}\right)^{\gamma_U} \quad \text{for} \left|\frac{M_g}{\eta_U}\right| > 1$$

$$H_U = H_{U0} \qquad \text{for} \left|\frac{M_g}{\eta_U}\right| \le 1$$

(۱۸)

در این رابطه، H_{U0} ضریب خمیری باربرداری اولیه می‌باشد. η_U نیز نسبت تنش در نقطه‌ای است که از آنجا باربرداری شروع می‌شود. γ_U یک پارامتر ثابت مدل است. اندیس U حالت باربرداری را نشان می‌دهد.

بردار n_g در هنگام باربرداری به‌صورت زیر تعریف شده‌است:

$$n_{gu} = (n_{gU}^p, n_{gU}^q, n_{gU}^\theta) = (-|n_{gL}^p|, n_{gL}^q, n_{gL}^\theta)$$

(۱۹)

بردار n در بارگذاری و باربرداری یکسان است؛ بنابراین داریم:

$$n_u = (n_U^p, n_U^q, n_U^\theta) = (n_L^p, n_L^q, n_L^\theta) \quad (۲۰)$$

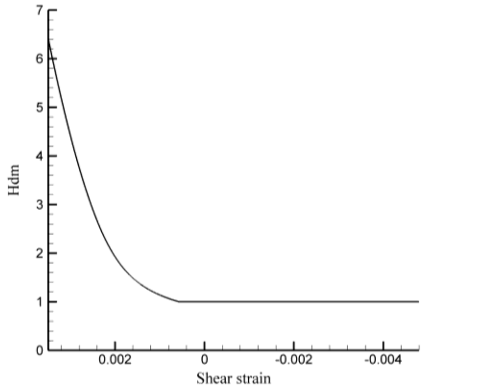
تعیین پارامترهای مدل PZ

در مدل رفتاری PZ ، G_0 از شیب اولیهٔ نمودار تنش-کرنش به‌دست می‌آید. K_0 از آزمایش فشاری همگن (Isotropic compression test) یا با برازش دادن شیب‌های اولیهٔ نمودار $\varepsilon_1 - p$ یا $\varepsilon_v - p$ در آزمایش و شبیه‌سازی حاصل می‌شود. M_g شیب نمودار $q - p'$ در حالت بحرانی است. برای تعیین مقدار اولیه برای M_f معمولاً از فرمول تقریبی $M_f/M_g=D_r$ استفاده می‌شود. این نسبت برای ماسهٔ متراکم حدود ۰/۹ الی ۱/۱ و برای ماسهٔ سست حدود ۰/۳ الی ۰/٦ است. مقدار تقریبی M_f از ضرب این نسبت در مقدار M_g به‌دست می‌آید. مقدار دقیق آن نیز از کالیبره کردن آن با نتایج آزمایشگاهی تعیین می‌شود. مقدار α از شیب نمودار اتساع $(\frac{\dot{\varepsilon}_v^p}{\dot{\varepsilon}_s^p})$ – نسبت تنش (η) به‌دست می‌آید (رابطهٔ ۵). با این حال این پارامتر در بیشتر شبیه‌سازی‌ها ۰/٤۵ فرض می‌شود. H_0 در آزمایش سه-محوری یا کرنش مسطح از شیب اولیهٔ نمودارهای تنش برشی- کرنش محوری یا شیب اولیهٔ نمودار کرنش حجمی- کرنش محوری در آزمایش‌های زهکشی‌شده یا شیب اولیهٔ مسیر تنش $q - p'$ در آزمایش‌های زهکشی-نشده به‌دست می‌آید. β_0 و β_1 از نمودارهای تنش برشی- کرنش محوری آزمایش به‌دست می‌آید. مقادیر β_0 و β_1 بااستفاده از روش سعی و خطا و طوری انتخاب می‌شوند تا نمودار شبیه‌سازی شده بیشترین تطابق را با نمودار آزمایش داشته باشد. مقادیر اولیهٔ توصیه‌شده برای این پارامترها به‌ترتیب ٤/۲ و ۰/۲ است. بازهٔ توصیه‌شده برای این پارامترها به‌ترتیب برابر با ۱/۵ الی ۵/۰ و ۰/۱ الی ۰/۲ هستند.

H_{U0} از شیب اولیهٔ نمودار تنش برشی- کرنش محوری در اولین باربرداری به‌دست می‌آ ید. γ_U از کالیبره کردن با نرخ تغییر شیب نمودار تنش برشی- کرنش محوری در اولین باربرداری به‌د ست می‌آید. γ از کالیبره کردن با شیب نمودار تنش برشی- کرنش محوری در اولین بارگذاری مجدد به‌دست می‌آید. واحد G_0 و K_0 برحسب کیلوپاسکال و بقیهٔ پارامترها بدون بعد می‌باشند.

اصلاح پیشنهادی اول: اعمال اثر سست‌شوندگی

پارامتر H_{DM} در مدل PZ اثر تاریخ‌چهٔه تنش را در بارگذاری مجدد و در بارگذاری متناوب نشان می‌دهد (روابط ۱۶ و ۱۷). برای این‌که اثر سست‌شوندگی یا به‌عبارت دیگر کاهش سختی در بارگذاری مجدد ما سهٔ متراکم لحاظ شود، مقدار H_{DM} بایستی در بازهٔ $0.0 < H_{DM} \leq 1.0$ تغییر کند. لازمهٔ این شرایط این ا ست که مقدار γ در رابطهٔ (۱۶) منفی با شد؛ درحالی‌که این مقدار در مدل PZ همواره مثبت است. در مدل PZ مقدار بیشینه کمیت ζ در پایان بارگذاری اولیه ذخیره می‌شود و برای محاسبهٔ H_{DM} در بارگذاری مجدد استفاده می‌شود. مقدار H_{DM} در بارگذاری اولیه برابر یک است. در ابتدای بارگذاری همواره شرایط $\zeta_{max} > \zeta$ برقرار است، بنابراین مطابق رابطهٔ (۱۶) مقدار H_{DM} از یک بیشتر می‌شود. با این حال زمانی‌که مقدار ζ در طول بارگذاری افزایش می‌یابد و از ζ_{max} نیز بیشتر می شود، مقدار H_{DM} از یک کمتر خواهد بود. شکل (۱) تغییرات مقدار H_{DM} دربرابر کرنش برشی در اولین بارگذاری مجدد در یکی از آزمایش‌های سه‌محوری دینامیکی زهکشی‌شدهٔ انجام شده توسط پرادهان و همکاران [21] برروی ما سهٔ متراکم و در حالت کشش (extension) را نشان می‌دهد.



شکل ۱ تغییرات H_{DM} در برابر کرنش برشی در مرحلهٔ بارگذاری مجدد یک آزمایش سه‌محوری متناوب (پرادهان و همکاران [21]) برروی ماسهٔ متراکم در مدل PZ و در حالت کششی (extension)

خاک‌های ماسه‌ای سست یا نسبتاً سست در بارگذاری‌های مجدد در طول بارگذاری متناوب، رفتاری سخت‌شونده دارند. بنابراین می‌توان نتیجه گرفت که نحوهٔ تعریف پارامتر H_{DM} در مدل PZ مناسب خاک‌های دانه‌ای سست است. در ماسه‌های متراکم، همان‌گونه که نتایج آزمایش‌های پرادهان و همکاران [21] و ماسودا و همکاران [22] نشان می‌دهند، نمونه در بارگذاری مجدد کاهش سختی دارد، شیب منحنی بارگذاری آن کمتر است و تراکم نمونه‌ها کمتر می‌شود. بنابراین پارامتر H_{DM} در مدل PZ قادر به شبیه‌سازی چنین رفتاری نخواهد بود.

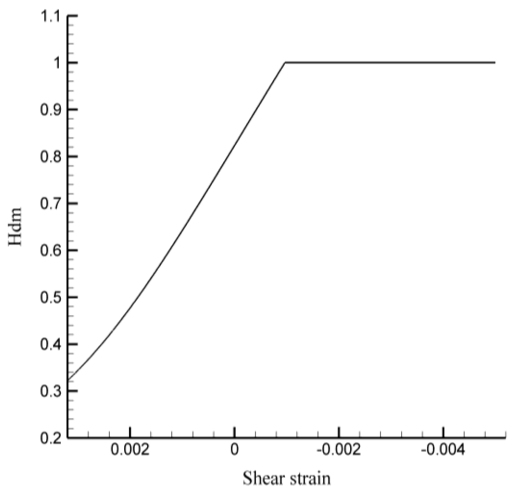
برای شبیه‌سازی نرم‌شوندگی ماسهٔ متراکم لازم است تا ضریب H_{DM} مقداری بین صفر و یک داشته باشد. هم‌چنین مقدار γ باید منفی باشد. بنابراین در رابطهٔ (۱۶) بایستی یک عبارت در γ ضرب شود تا علامت آن منفی شود. این عبارت بایستی طوری تعریف شود که قادر به تشخیص حالت متراکم یا سست خاک دانه‌ای باشد. در تعریف جدید به‌جای γ از γ' استفاده می‌کنیم. رابطهٔ جدید زیر به‌عنوان جایگزین رابطهٔ (۱۶) معرفی شده‌است:

$$H_{DM} = \left(\frac{\zeta_{max}}{\zeta}\right)^{\gamma'\left(0.5-\frac{M_f}{M_g}\right)} \qquad (۲۱)$$

عبارت $(0.5-\frac{M_f}{M_g})$ حالت سست یا متراکم خاک دانه‌ای را تشخیص می‌دهد. بازهٔ معمول برای دانسیتهٔ نسبی خاک‌های دانه‌ای بین ۰/۳ تا ۰/۷ است. بنابراین مقدار ۰/۵ به عنوان دانسیتهٔ نسبی متوسط در نظر گرفته می‌شود. مقدار $\frac{M_f}{M_g}$ نیز تقریباً مساوی با دانسیتهٔ نسبی خاک (D_r) در نظر گرفته می‌شود. مطابق رابطهٔ (۲۱) هنگامی‌که نوع خاک ماسهٔ متراکم است، عبارت $\left(0.5-\frac{M_f}{M_g}\right)$ منفی می‌شود. باتوجه به این‌که مقدار γ' مثبت است، بنابراین مقدار H_{DM} کوچک‌تر از یک خواهد بود. با ضرب مقدار H_{DM} در H_L، ضریب خمیری در بارگذاری مجدد کاهش خواهد یافت. هنگامی‌که نوع خاک ماسهٔ سست است، عبارت $\left(0.5-\frac{M_f}{M_g}\right)$ مثبت و بنابراین مقدار H_{DM} برابر یا بزرگ‌تر از یک خواهد شد که نتیجهٔ آن بزرگ‌تر بودن سختی ماسهٔ سست در بارگذاری مجدد خواهد شد. مقادیر پارامترها را می‌توان طوری کالیبره کرد که مقدار عبارت $\gamma'(0.5-\frac{M_f}{M_g})$ در مدل PZ اصلاح‌شده با پارامتر γ در مدل PZ در ماسهٔ سست یکسان شود. بنابراین اصلاح معرفی‌شده تنها در خصوص پیش‌بینی رفتار دینامیکی ماسهٔ متراکم کارساز است.

خاطرنشان می‌شود که در صورت تخصیص مقدار ۰/۵ برای $\frac{M_f}{M_g}$ در رابطهٔ $(0.5-\frac{M_f}{M_g})$، مقدار این عبارت صفر می‌شود، درنتیجه H_{DM} در رابطهٔ (۲۱) برابر با یک خواهد شد. به عبارت دیگر نمونه تراکم متوسطی خواهد داشت و اثر این رابطه بر تغییرات سختی نمونه در بارگذاری‌های مجدد از بین خواهد رفت.

در مدل PZ اصلاح‌شده در ابتدای بارگذاری مجدد ماسهٔ متراکم، مقدار تنش بسیج‌شده (ζ) کوچک‌تر از مقدار بیشینهٔ آن است. بنابراین مقدار H_{DM} عددی بین صفر و یک خواهد بود. زمانی‌که مقدار تنش بسیج‌شده به مقدار بیشینهٔ قبلی می‌رسد و از آن مقدار نیز تجاوز می‌-کند، H_{DM} نیز بیشتر می‌شود و به مقدار بیشینه‌اش، یعنی یک می‌رسد. شکل (۲) تغییرات مقدار H_{DM} اصلاح‌شده را در برابر کرنش برشی در اولین بارگذاری مجدد در یکی از آزمایش‌های سه‌محوری دینامیکی زهکشی‌شدهٔ انجام‌شده توسط پرادهان و همکاران [21] برروی ماسهٔ متراکم و در حالت کشش (extension) نشان می‌دهد.



شکل ۲ تغییرات H_{DM} اصلاح‌شده دربرابر کرنش برشی در مرحلهٔ بارگذاری مجدد یک آزمایش سه‌محوری دینامیکی (پرادهان و همکاران [21]) برروی ماسهٔ متراکم در مدل PZ و در حالت کشش (extension)

اعتبارسنجی اصلاح پیشنهادشده برای اعمال اثر سست‌شوندگی

دو آزمایش سه‌محوری دینامیکی زهکشی‌شده توسط تاتسوکا و ایشیهارا [23] برروی ماسهٔ سست و توسط پرادهان و همکاران [21] برروی ماسهٔ متراکم و دو آزمایش کرنش مسطح دینامیکی زهکشی‌شده توسط ماسودا و همکاران [22] برروی ماسهٔ متراکم توسط مدل-های PZ و PZ اصلاح‌شده شبیه‌سازی شده‌اند. شبیه‌سازی ماسهٔ سست توسط مدل‌های PZ و PZ اصلاح‌شده نتایج یکسانی را می‌دهند. با این حال، مدل PZ اصلاح‌شده نتایج بسیار بهتری را برای ماسهٔ متراکم نسبت به مدل PZ ارائه می‌دهد.

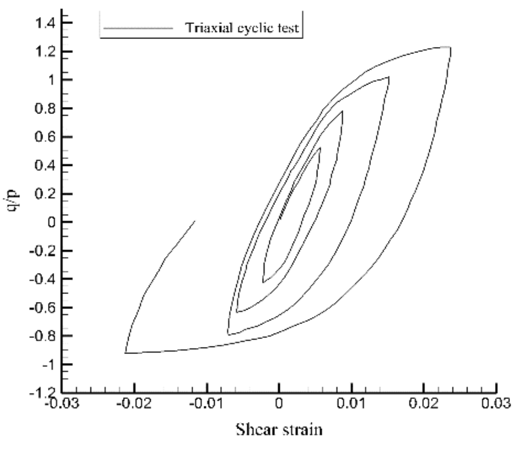
ماسهٔ سست

شبیه‌سازی آزمایش تاتسوکا و ایشیهارا

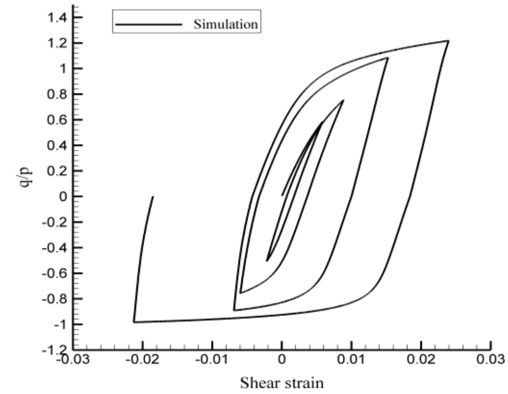
تاتسوکا و ایشیهارا [23] یک سری آزمایش سه‌محوری دینامیکی برروی ماسهٔ فوجی ریور (Fuji river) با دانسیته‌های نسبی مختلف انجام داده‌اند. تخلخل این نوع ماسه در بازهٔ ۰/۵۳ تا ۱/۰۸ متغیر بوده‌است. نمونه‌ها اشباع‌شده بوده و ارتفاع آنها ۱۰ cmو قطر آنها ۵ cm بوده‌است.

آزمایش دینامیکی برروی نمونهٔ نسبتاً سست ماسه با تخلخل اولیهٔ ۰/۷٤ و تنش جانبی ۲۰۰ kPa انجام شده‌است. تنش‌ها و کرنش‌ها بدین شرح تعریف شده‌اند: σ'_a تنش محوری مؤثر، σ'_r تنش شعاعی مؤثر، $q(=\sigma'_a-\sigma'_r)$ تنش انحرافی، $p\{=(\sigma'_a+2\sigma'_r)/3\}$ تنش میانگین، ε_a کرنش محوری، ε_r کرنش شعاعی، و $\gamma(=\varepsilon_a-\varepsilon_r)$ کرنش برشی.

شکل‌های (۳-الف) و (٤-الف) به‌ترتیب نمودار نسبت تنش- کرنش برشی و نسبت تنش- کرنش حجمی را در آزمایش نشان می‌دهند و شکل‌های (۳-ب) و (٤-ب) شبیه‌سازی آنها را بدون اعمال اصلاح مدل نشان می‌دهند. بررسی نمودارها مشخص می‌کند که مدل PZ رفتار دینامیکی ماسه را به‌خوبی پیش‌بینی کرده‌است. همان‌گونه که در شکل (۳-ب) مشاهده می‌شود، شیب‌های بارگذاری، باربرداری و بارگذاری مجدد در شبیه‌سازی تطابق خوبی با شیب‌های متناظر در آزمایش دارند.

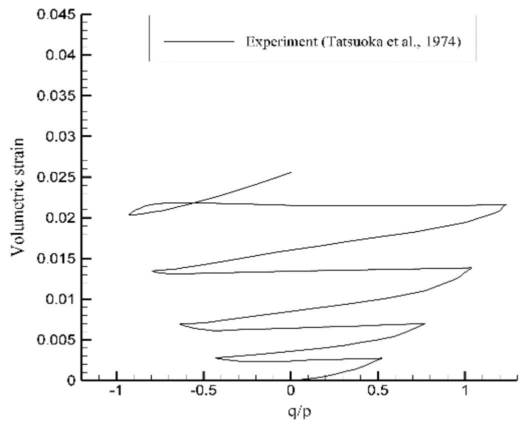


(الف)

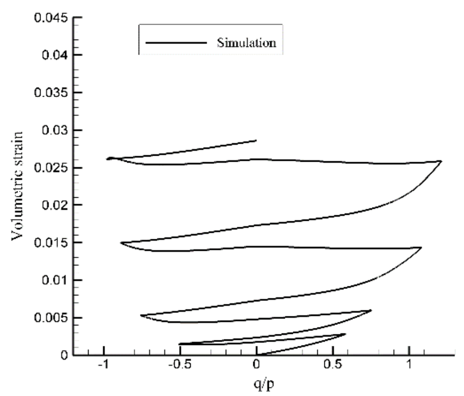


(ب)

شکل ۳ مقایسهٔ نتایج شبیه‌سازی با نتایج آزمایش سه‌محوری زهکشی‌شدهٔ دینامیکی ماسهٔ سست، نمودار نسبت تنش- کرنش برشی (الف) آزمایش تاتسوکا و ایشیهارا [23] (ب) شبیه‌سازی با مدل PZ و PZ اصلاح‌شده (هر دو یکسان می‌باشند)



(الف)



(ب)

شکل ٤ مقایسهٔ نتایج شبیه‌سازی با نتایج آزمایش سه‌محوری زهکشی‌شدهٔ دینامیکی ماسهٔ سست، نمودار نسبت تنش- کرنش حجمی (الف) آزمایش تاتسوکا و ایشیهارا [23] (ب) شبیه‌سازی با مدل PZ

ماسهٔ شبیه‌سازی‌شده نسبتاً سست است. مقدار M_f/M_g برابر با ۰/۴۳ می‌باشد که از دیدگاه اصلاح معرفی‌شده حاکی از یک نمونهٔ نسبتاً سست است. مقدار توان H_{DM} یعنی γ در مدل PZ (به‌طوری‌که نمودار پیش‌بینی، بهترین مطابقت را با آزمایش داشته باشد) برابر با یک است. این توان در مدل اصلاح‌شده برابر با $\gamma'\left(0.5-\frac{M_f}{M_g}\right)=0.07\gamma'$ می‌شود. با فرض مقدار ١٤ برای γ' داریم: $\gamma'\left(0.5-\frac{M_f}{M_g}\right)=1.0$. در این حالت سیکل بارگذاری مجدد بهترین مطابقت را با آزمایش خواهد داشت. بنابراین اصلاح ارائه‌شده برای نمونه‌های با مقدار M_f/M_g کوچک‌تر از ۰/۵ یا برای ماسه‌های سست کاربردی نخواهد داشت. پارامترهای مدل PZ برای ماسهٔ فوجی ریور (Fuji river) در جدول (۱) آمده‌است که از کالیبراسیون با نتایج آزمایش تاتسوکا و ایشیهارا [23] به‌دست آمده‌است.

جدول ۱ پارامترهای مدل PZ و در آزمایش سه‌محوری دینامیکی (تاتسوکا و ایشیهارا [23]) برای ماسهٔ فوجی ریور (Fuji river)

پارامتر مدل	مقدار
مدول حجمی پایه K_0 (kPa)	۲×۱۰^{٤}
مدول برشی پایه G_0 (kPa)	$۰/۸\times۱۰^{٤}$
پارامتر ثابت مدل M_f	۰/٦
شیب خط حالت بحرانی M_g	۱/٤
ضریب خمیری اولیه (بارگذاری) H_0	$۰/۸\times۱۰^{٤}$
پارامتر ثابت مدل (باربرداری) H_{U0}	$۰/۲\times۱۰^{٤}$
پارامتر ثابت مدل (بارگذاری مجدد) γ'	۱/۰
پارامتر ثابت مدل (باربرداری) γ_U	۱۰/۰
پارامتر ثابت مدل β_0	۵/۰
پارامتر ثابت مدل β_1	۰/۲

ماسهٔ متراکم

شبیه‌سازی آزمایش پرادهان و همکاران

پرادهان و همکاران [21] یک سری آزمایش‌های سه‌محوری دینامیکی را روی نمونه‌های ماسهٔ اشباع تویورا (Toyoura) تحت شرایط زهکشی‌شده انجام داده‌اند. نمونه‌ها در ابتدای آزمایش‌ها تنها در یک امتداد تحکیم شده‌اند. ماسهٔ تویورا متشکل از دانه‌های تیزگوشه تا نسبتاً تیزگوشهٔ کوارتز (٪۹۰) و دانه‌های سیلیسی (٪٤) است. پارامترهای فیزیکی این ماسه به‌شرح زیر است:

$G_s = 2.64$, $D_{50} = 0.16\text{mm}, U_c = 1.46,$
$e_{max} = 0.977, e_{min} = 0.605$

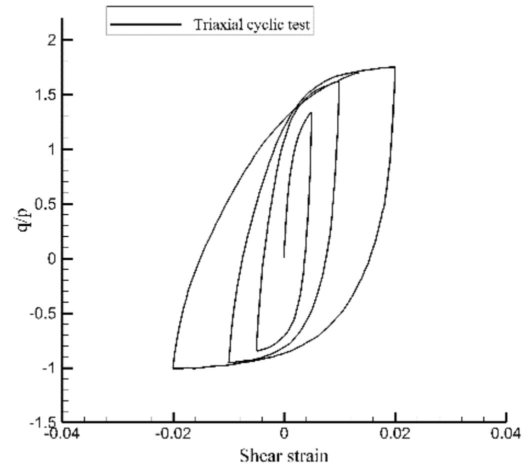
تنش همه‌جانبهٔ (p) ثابت در آزمایش‌های سه‌محوری انجام‌شده ۹۸/۱ kPa می‌باشد. تنش‌ها و کرنش‌ها بدین شرح تعریف شده‌اند: σ'_a تنش محوری مؤثر، σ'_r تنش جانبی مؤثر، $q(=\sigma'_a-\sigma'_r)$ تنش انحرافی، $p\{=(\sigma'_a+2\sigma'_r)/3\}$ تنش میانگین مؤثر، ε_a کرنش محوری، ε_r کرنش جانبی، و $\gamma(=\varepsilon_a-\varepsilon_r)$ کرنش برشی می‌باشد. در آزمایش انتخاب‌شده برای مطالعهٔ حاضر (نمونهٔ شمارهٔ CYCD09، پرادهان و همکاران [21]) تخلخل ماسه در تنش همه‌جانبه ۰/۳ kg/cm^2 برابر $e = 0.653$ است که حاکی از تراکم بالای ماسه می‌باشد. پارامترهای این ماسه برای مدل PZ و PZ اصلاح‌شده، در جدول (۲) معرفی شده‌اند، که از کالیبراسیون با نتایج آزمایش پرادهان و همکاران [21] به‌دست آمده‌اند.

جدول ۲ پارامترهای مدل PZ و PZ اصلاح‌شده در آزمایش سه‌محوری دینامیکی (پرادهان و همکاران [21]) برای ماسهٔ تویورا

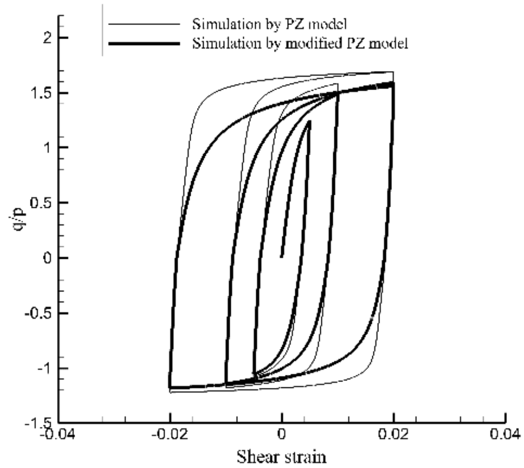
پارامتر مدل	مقدار
مدول حجمی پایه K_0 (kPa)	$۸/۵\times۱۰^{٤}$
مدول برشی پایه G_0 (kPa)	$۲/۵\times۱۰^{٤}$
پارامتر ثابت مدل M_f	۰/٦۸
شیب خط حالت بحرانی M_g	۱/۲۵
ضریب خمیری اولیه (بارگذاری) H_0	$۳/۰\times۱۰^{٤}$
پارامتر ثابت مدل (باربرداری) H_{U0}	$۰/۵\times۱۰^{٤}$
پارامتر ثابت مدل (بارگذاری مجدد) γ^a	۱/۰
پارامتر ثابت مدل (بارگذاری مجدد) γ'^b	۳۰/۰
پارامتر ثابت مدل (باربرداری) γ_U	۱۵/۰
پارامتر ثابت مدل β_0	۷/۰
پارامتر ثابت مدل β_1	۰/۱۵

[a] فقط مدل PZ   [b] فقط مدل PZ اصلاح‌شده

شکل‌های (۵) و (٦) آزمایش دینامیکی ماسهٔ متراکم تویورا و شبیه‌سازی آن را نشان می‌دهند. مقدار M_f/M_g بیشتر از ۰/۵ یعنی ۰/٥٤ می‌باشد که نشان‌دهندهٔ متراکم بودن ماسه است. همان‌طور که مشاهده می‌شود، با اصلاح انجام‌شده، نمودار شبیه‌سازی در شکل‌های (۵) و (٦) به نتایج آزمایشگاهی نزدیک‌تر شده‌است.

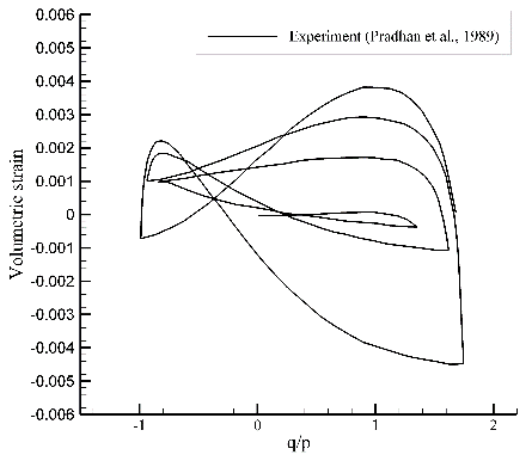


(الف)

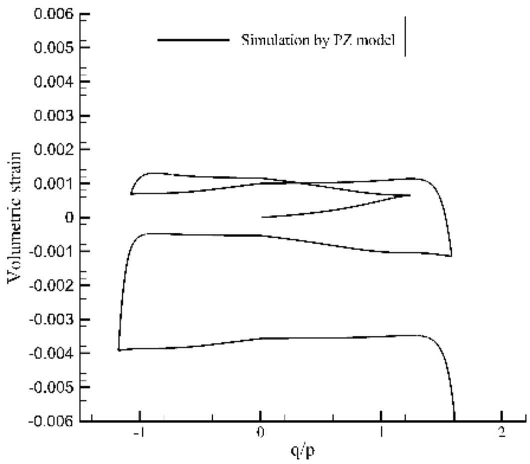


(ب)

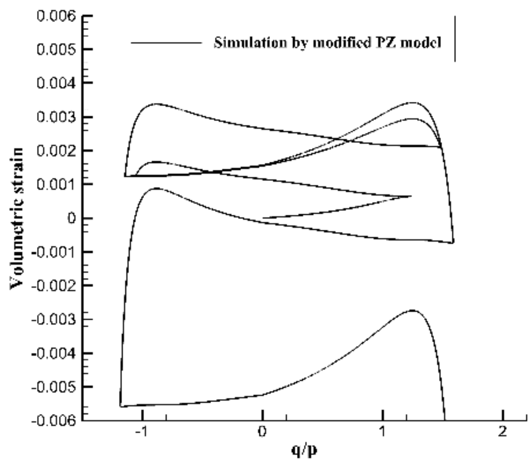
شکل ۵ مقایسهٔ نتایج شبیه‌سازی با مدل PZ ، PZ اصلاح شده و نتایج آزمایشگاهی برای ماسهٔ متراکم، (الف) نسبت تنش- کرنش برشی، آزمایش پرادهان و همکاران [21] (ب) نسبت تنش- کرنش برشی، شبیه‌سازی



(الف)



(ب)



(ج)

شکل ٦ مقایسهٔ نتایج شبیه‌سازی با مدل PZ ، PZ اصلاح‌شده و نتایج آزمایشگاهی برای ماسهٔ متراکم، (الف) نسبت تنش- کرنش حجمی، آزمایش پرادهان و همکاران [21] (ب) نسبت تنش- کرنش حجمی، شبیه‌سازی

شبیه‌سازی آزمایش‌های ماسودا و همکاران

ماسودا و همکاران [22] رفتار تناوبی ماسهٔ تویورا را در حالت متراکم در دستگاه آزمایش کرنش مسطح مورد آزمایش قرار داده‌اند. پارامترهای فیزیکی این ماسه به‌شرح زیر است:

$$G_s = 2.64\ , D_{50} = 0.162\ \text{mm}, U_c = 1.46$$
$$e_{max} = 0.973, e_{min} = 0.612$$

آنها تعدادی آزمایش دینامیکی با مقدار فشار جانبی ثابت σ_h انجام داده‌اند. تعدادی از نمونه‌ها در ابتدای آزمایش به‌صورت همگن و تحت شرایط $\sigma_h = \sigma_v =$ 78.5 kPa و تعدادی دیگر به‌صورت غیرهمگن و تحت شرایط $\sigma_h = 78.5$ kPa و $\sigma_v = 29.5$ kPa تحکیم یافته‌اند. σ_v تنش عمودی وارد بر نمونه است. تخلخل اولیهٔ نمونهٔ تحکیم‌یافته به‌صورت همگن $e_0 = 0.654$ و تخلخل اولیهٔ نمونهٔ تحکیم‌یافته به‌صورت غیرهمگن $e_0 = 0.659$ می‌باشد. ارتفاع نمونه‌ها ۲۰ cm، طول آنها ١٦ cm و عرض آنها (در امتداد σ_h) ۸ cm است. نتایج آزمایش‌ها برحسب زاویهٔ اصطکاک داخلی بسیج‌شده $\sin\varphi_{mob} = \frac{\sigma_v-\sigma_h}{\sigma_v+\sigma_h}$، و کرنش برشی $\varepsilon_v - \varepsilon_h$، ارائه شده‌اند.

در تحقیق حاضر، آزمایش‌های شمارهٔ case 5-6 و case 2-5 انتخاب شده و شبیه‌سازی شده‌اند. در طول مدت بارگذاری تنش جانبی ثابت ۷۸/۵ kPa برای حالت تحکیم‌یافتهٔ همگن (case 5-6) و تنش جانبی ثابت ۲۹/۵ kPa برای حالت تحکیم‌یافتهٔ غیرهمگن (case 2-5) بر مرزهای جانبی مدل اعمال شده‌است. جدول (۳) پارامترهای مدل PZ و PZ اصلاح‌شده را برای ماسهٔ تویورا در آزمایش کرنش مسطح نشان می‌دهد.

پارامترهای مدل PZ اصلاح‌شده همانند پارامترهای مدل PZ در جدول (۳) است. تنها پارامتر γ' به‌جای γ استفاده خواهد شد. شکل‌های (۷) تا (۱۰) نتایج آزمایشگاهی نمونه‌های case 5-6 و case 2-5، به‌همراه نتایج پیش‌بینی مدل PZ و مدل PZ اصلاح‌شده را نشان می‌دهند.

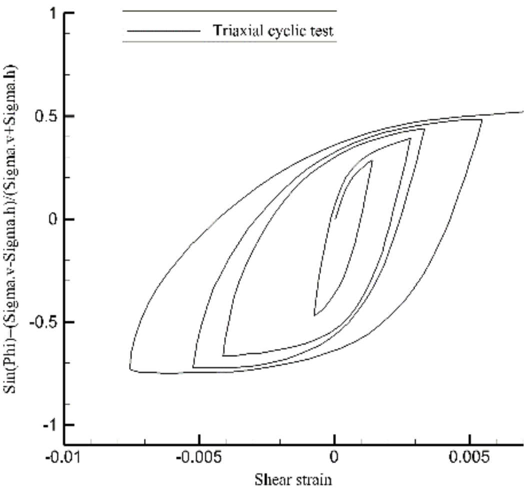
جدول ۳ پارامترهای مدل PZ و PZ اصلاح‌شده در آزمایش کرنش مسطح دینامیکی برای ماسهٔ تویورا

پارامتر مدل	مقدار (Case 5-6)	مقدار (Case 2-5)
مدول حجمی پایه K_0 (kPa)	٤/۰×۱۰^٤	٤/۲×۱۰^٤
مدول برشی پایه G_0 (kPa)	۳/۰×۱۰^٤	٤/۳×۱۰^٤
پارامتر ثابت مدل M_f	۰/۹	۰/۹۵
شیب خط حالت بحرانی M_g	۱/۲	۱/۱
ضریب خمیری اولیه (بارگذاری) H_0	۰/٤×۱۰^٤	۰/۱۵×۱۰^٤
پارامتر ثابت مدل (باربرداری) H_{U0}	۱/۰×۱۰^٤	۱/۰×۱۰^٤
پارامتر ثابت مدل (بارگذاری مجدد) γ^a	۱/۰	۱/۰
پارامتر ثابت مدل (بارگذاری مجدد) γ'^b	۲/۰	۱/۰
پارامتر ثابت مدل (باربرداری) γ_U	۱/۰	۱۵/۰
پارامتر ثابت مدل β_0	٤/۰	۱۰/۰
پارامتر ثابت مدل β_1	۰/۱	۰/۱

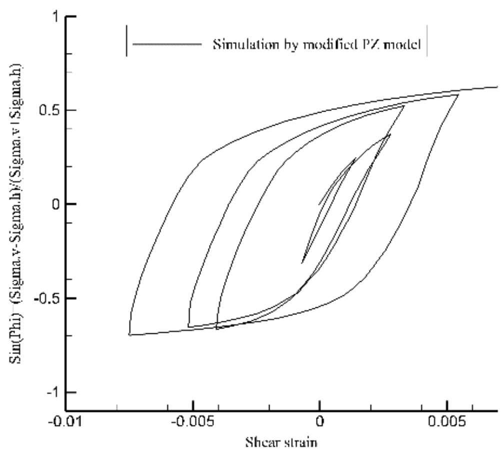
[a] فقط مدل PZ   [b] فقط مدل PZ اصلاح‌شده

شکل‌های (۷–الف) و (۹–الف) نشان می‌دهند که در طول آزمایش دینامیکی سختی نمونه به‌تدریج کاهش می‌یابد. پیش‌بینی مدل‌های آزمایش توسط مدل PZ اصلاح‌شده نیز نشان‌دهندۀ کاهش سختی در سیکل‌های بارگذاری مجدد است، درحالی‌که این کاهش سختی در نتایج مدل PZ قابل مشاهده نیست.

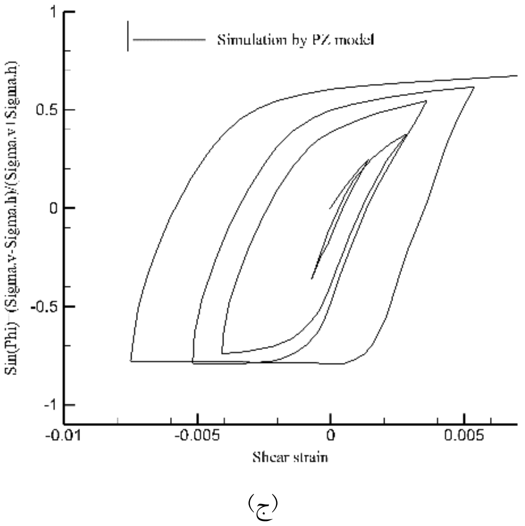
شکل‌های (۸) و (۱۰) نمودارهای کرنش جانبی–کرنش قائم را در آزمایش‌ها و مدل‌های PZ و PZ اصلاح‌شده نشان می‌دهند. نتایج حاکی از بهبود نتایج در اثر اصلاح اعمال‌شده هستند.



(الف)

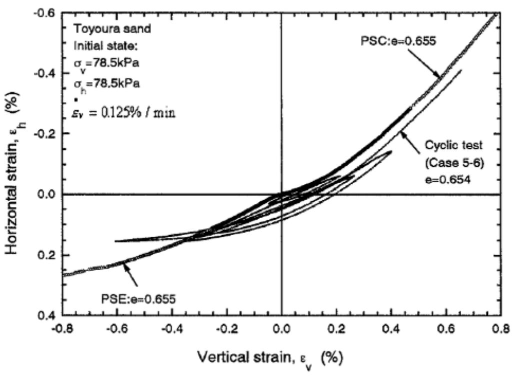


(ب)

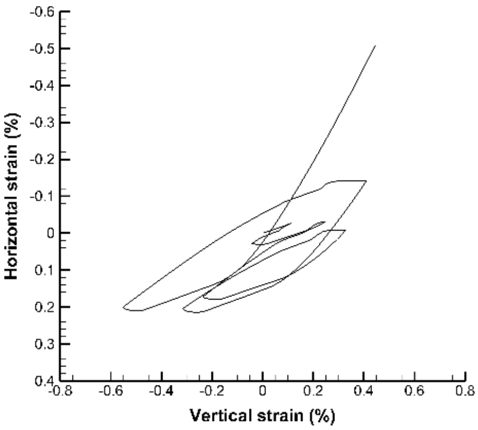


(ج)

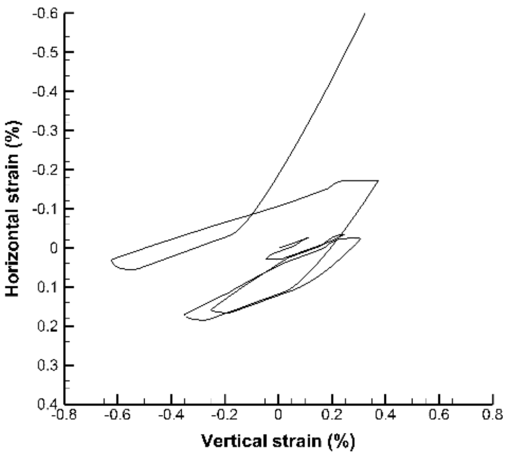
شکل ۷ مقایسۀ نتایج آزمایشگاهی کرنش مسطح دینامیکی زهکشی‌شدۀ ماسۀ متراکم با نتایج مدل PZ و مدل PZ اصلاح شده، case 5-6، تنش بسیج‌شده– کرنش برشی، الف) آزمایش ماسودا و همکاران [22]، ب) شبیه‌سازی با مدل PZ اصلاح‌شده و ج) شبیه‌سازی با مدل PZ



(الف)

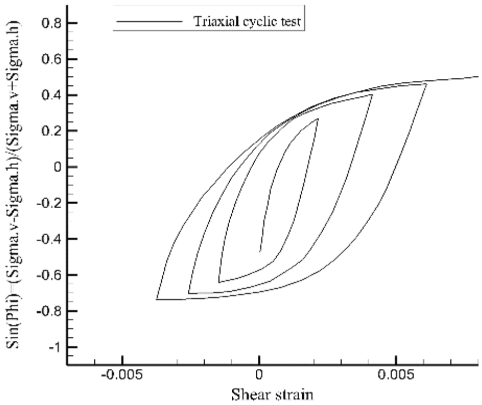


(ب)

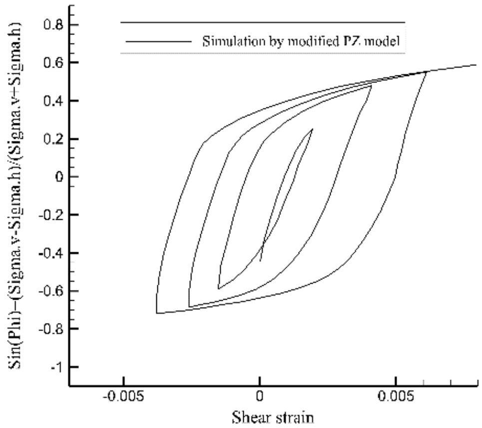


(ج)

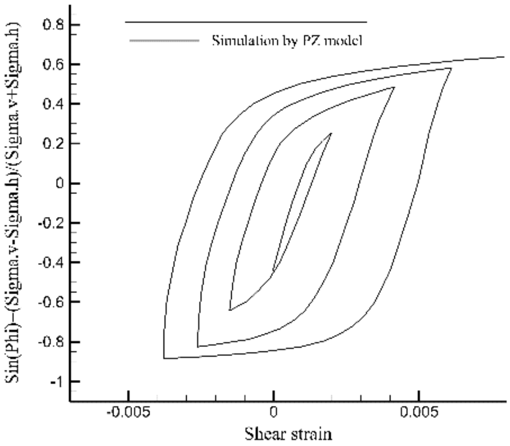
شکل ۸ مقایسهٔ نتایج آزمایشگاهی کرنش مسطح دینامیکی زهکشی‌شدهٔ ماسهٔ متراکم با نتایج مدل PZ و مدل PZ اصلاح شده، case 5-6، کرنش جانبی- کرنش قائم، الف) آزمایش ماسودا و همکاران [22]، ب) شبیه‌سازی با مدل PZ اصلاح‌شده و ج) شبیه‌سازی با مدل PZ



(الف)

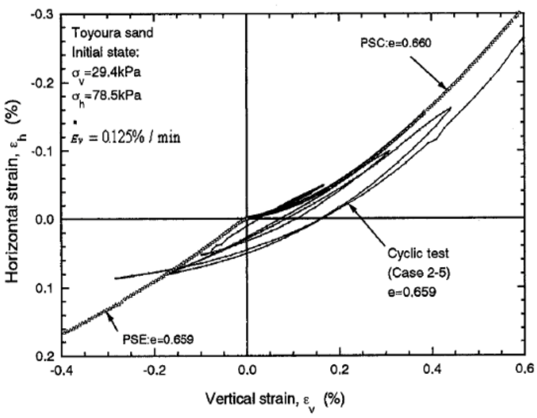


(ب)

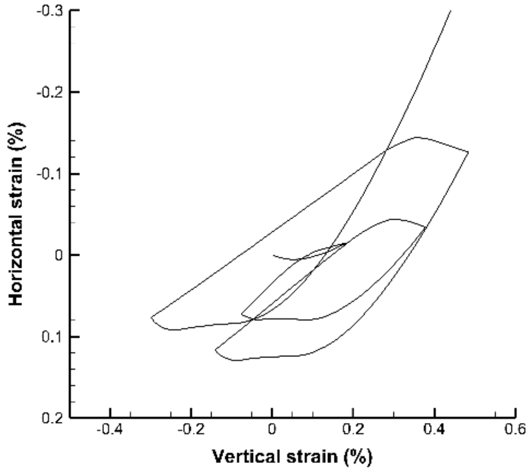


(ج)

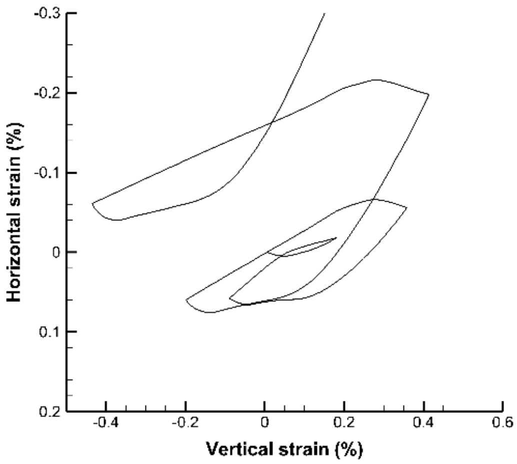
شکل ۹ مقایسهٔ نتایج آزمایشگاهی سه‌محوری دینامیکی ماسهٔ متراکم با مدل PZ و مدل PZ اصلاح‌شده در شرایط زهکشی‌شده، case 2-5، الف) آزمایش سه محوری دینامیکی ماسودا و همکاران [22]، ب) مدل PZ اصلاح‌شده و ج) مدل PZ



(الف)



(ب)



(ج)

شکل ۱۰ مقایسهٔ نتایج آزمایشگاهی کرنش مسطح دینامیکی زهکشی‌شدهٔ ماسهٔ متراکم با نتایج مدل PZ و مدل PZ اصلاح‌شده، case 2-5، کرنش جانبی- کرنش قائم، الف) آزمایش ماسودا و همکاران [22]، ب) شبیه‌سازی با مدل PZ اصلاح‌شده و ج) شبیه‌سازی با مدل PZ

اصلاح پیشنهادی دوم: اصلاح اثر رچتینگ

رچتینگ به حالتی گفته می‌شود که در آن، نمونه تحت بارگذاری متناوب کرنش‌های خمیری پیش‌رونده ایجاد شود [24]. در مراحل اولیهٔ وقوع زلزله معمولاً شتاب ناشی از زلزله پایین است و درنتیجه دامنهٔ کرنش در سازه‌های ژئوتکنیکی نیز پایین می‌باشد. مدل PZ در این شرایط مقادیر کرنش خمیری تجمعی بالایی را نشان می‌دهد، به‌طوری‌که منجر به بروز تغییرشکل‌های قابل‌توجه خواهد شد. تغییرشکل پیش‌بینی‌شده در این شرایط بیشتر از تغییرشکل واقعی است. شبیه‌سازی آزمایش‌های دینامیکی المانی برروی خاک‌های دانه‌ای توسط مدل PZ این موضوع را نشان می‌دهد.

پارامتر H_r برای اعمال اصلاح اثر پدیدهٔ رچتینگ در مدل PZ معرفی می‌شود. این پارامتر به پارامترهای H_L و H_u به‌ترتیب در مرحلهٔ بارگذاری مجدد و باربرداری ضرب می‌شود. مقدار H_r طوری تعریف می‌شود که تابع کرنش انحرافی خمیری تجمعی $(\xi = \int |d\varepsilon_s^p|)$ باشد:

$$H_r = \beta_2 \exp(-\beta_3 \xi) + 1.0 \quad (۲۲)$$

در رابطهٔ بالا β_2 و β_3 پارامترهای جدید مدل رفتاری هستند. ضریب خمیری بارگذاری مجدد و باربرداری در مدل رفتاری PZ به‌صورت زیر بازتعریف می‌شوند:

$$H_L = H_r H_0 p H_f \{H_v + H_s\} H_{DM} \quad (۲۳)$$

و

$$H_U = H_r H_{U0} \left(\frac{M_g}{\eta_u}\right)^{\gamma_U} \text{for} \left|\frac{M_g}{\eta_u}\right| > 1 \quad (۲٤)$$

$$H_U = H_r\, H_{U0} \qquad \text{for} \left|\frac{M_g}{\eta_u}\right| \leq 1 \quad (۲۵)$$

در سیکل‌های اولیهٔ بارگذاری و تغییرات محدود تنش، مقدار کرنش خمیری انحرافی تجمعی بسیار پایین است، بنابراین H_r و در نتیجه مقادیر H_L و H_U بالا خواهد بود و تغییرشکل‌های برگشت‌ناپذیر نیز کوچک خواهند بود. با ادامهٔ سیکل‌های بارگذاری، مقدار ξ افزایش و درنتیجه مقدار H_r کاهش پیدا می‌کند و نزدیک عدد یک می‌شود؛ بنابراین اثر پارامتر H_r بر ضرایب خمیری بارگذاری و باربرداری کم می‌شود و درنهایت بسیار ناچیز می‌شود. پارامترهای β_2 و β_3 طوری انتخاب می‌شوند که شیب نمودار تنش- کرنش در بارگذاری‌های بعدی بیشترین تطابق را با آزمایش داشته باشد و هم‌چنین تعداد سیکل‌های بارگذاری لازم در شبیه‌سازی و آزمایش برای تولید یک مقدار مشخص کرنش خمیری یکسان باشد.

اعتبارسنجی اصلاح پیشنهادشده برای پدیدهٔ رچتینگ

از یک آزمایش کرنش مسطح دینامیکی [25] و یک آزمایش سه‌محوری دینامیکی [26] برای صحت‌سنجی اصلاح پیشنهادی استفاده شده‌است. در ادامه، آزمایش‌ها توسط هر دو مدل رفتاری PZ و PZ اصلاح‌شده شبیه‌سازی شده و با نتایج آزمایشگاهی مقایسه شده‌اند.

شبیه‌سازی آزمایش کریمی و همکاران

در این بخش از یک آزمایش کرنش مسطح دینامیکی که توسط کریمی و همکاران [25] برروی ماسهٔ متراکم

تویورا و در شرایط زهکشی‌شده انجام شده، برای صحت‌سنجی اصلاحیهٔ پیشنهادی استفاده می‌شود. مشخصات ماسه شامل: e_{max}=0.961 ،D_{50}=0.2 mm، e_{min}=0.601 ، G_s=2.635 ، D_r=90%، ارتفاع نمونهٔ آزمایش ۱۶۰ mm، عرض آن ۶۰ mm و طول آن ۸۰mm می‌باشد. تنش جانبی ثابت اعمالی به نمونه ٤٩ kPa است. آزمایش شمارهٔ PSCy02 (کریمی و همکاران [25]) برای شبیه‌سازی انتخاب شده است.

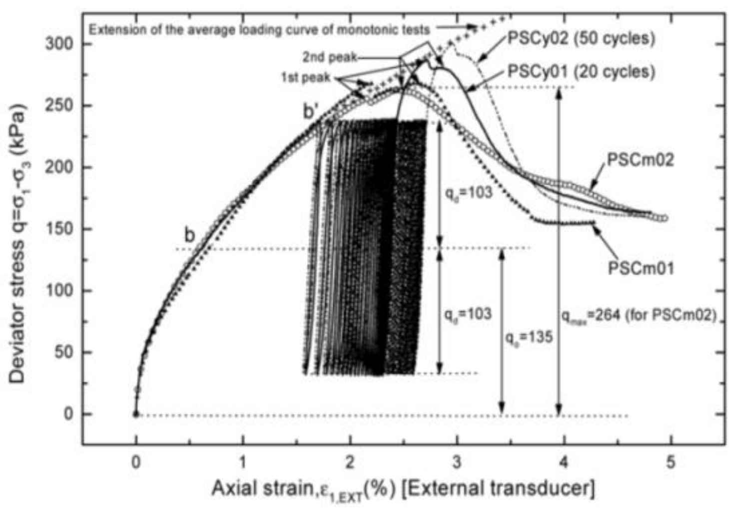
جدول (٤) پارامترهای مدل PZ را برای این آزمایش نشان می‌دهد. تغییرات کرنش حجمی در برابر کرنش محوری برای این آزمایش گزارش نشده‌است؛ بنابراین مقدار K_0 از سعی و خطا به‌دست آمده‌است.

شکل (۱۱) نتایج آزمایش کرنش مسطح دینامیکی را نشان می‌دهد. همان‌طور که مشاهده می‌شود، پس از ۵۰ سیکل بارگذاری و باربرداری، بارگذاری به‌صورت یک‌سویه تا مرحلهٔ گسیختگی ادامه می‌یابد. شکل (۱۱-ب) نشان می‌دهد که در مدل PZ پس از ۹ سیکل بارگذاری و باربرداری، گسیختگی روی می‌دهد. درحالی‌که بااستفاده از مدل PZ اصلاح‌شده، ۵۰ سیکل بارگذاری و باربرداری منجر به کرنش ٪۲/٦ می‌شود که به نتایج آزمایش نزدیک‌تر است.

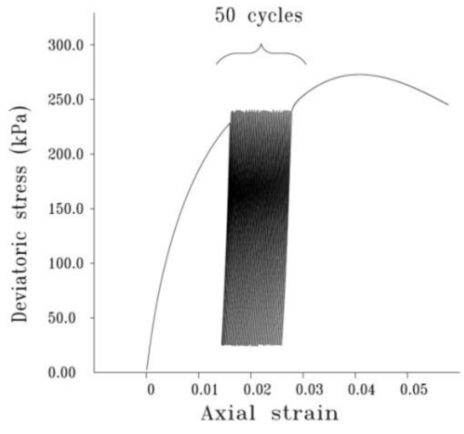
جدول٤ پارامترهای مدل PZ و PZ اصلاح‌شده برای ماسهٔ متراکم تویورا در شبیه‌سازی آزمایش کرنش مسطح دینامیکی

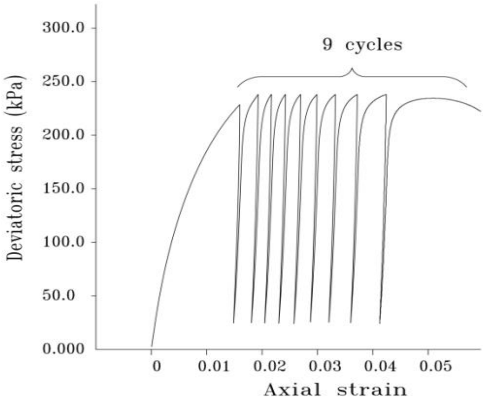
مقدار	پارامتر مدل
۱/۰×۱۰^۵	مدول حجمی پایهK_0 (kPa)
٤/۰×۱۰^٤	مدول برشی پایهG_0 (kPa)
۰/٦۹	پارامتر ثابت مدلM_f
۰/۸۲	شیب خط حالت بحرانیM_g
۲/۰×۱۰^۳	ضریب خمیری اولیه (بارگذاری)H_0
۵/۰×۱۰^٤	پارامتر ثابت مدل (باربرداری)H_{U0}
-٤٤/۰	پارامتر ثابت مدل (بارگذاری مجدد)γ^a
۱/۱	پارامتر ثابت مدل (بارگذاری مجدد)γ'^b
۳۰/۰	پارامتر ثابت مدل (باربرداری)γ_U
۵/۰	پارامتر ثابت مدلβ_0
۰/۲	پارامتر ثابت مدلβ_1
۱۰۰/۰	پارامتر ثابت مدل (بارگذاری و باربرداری)β_2^a
۱/۰	پارامتر ثابت مدل (بارگذاری و باربرداری)β_3^a

[a] فقط مدل PZ [b] فقط مدل PZ اصلاح‌شده



(الف)





شکل ۱۱ آزمایش کرنش مسطح دینامیکی زهکشی‌شده برروی ماسهٔ تویورا، نمودار تنش انحرافی- کرنش محوری: (الف) آزمایش کریمی و همکاران [25]، (ب) مدل PZ و (ج) مدل PZ اصلاح‌شده

شبیه‌سازی آزمایش لینگ و همکاران

لینگ و همکاران [26] یک آزمایش سه‌محوری دینامیکی زهکشی‌شده برروی ماسهٔ توکاچی (Tokachi) انجام دادند. در این آزمایش تنش جانبی ۷۰ kPa و دانسیتهٔ نسبی نمونهٔ آزمایش ٪۵۵ است. جدول (۵) پارامترهای مدل PZ و PZ اصلاح شده را برای ماسهٔ توکاچی نشان می‌دهد. این پارامترها براساس نتایج آزمایش سه‌محوری برروی ماسه کالیبره شده‌اند.

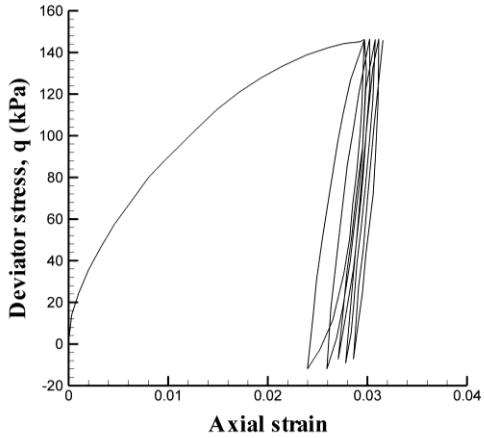
شکل (۱۲) رفتار ماسهٔ توکاچی را در آزمایش سه-محوری نشان می‌دهد. نمودارها شامل تغییرات تنش انحرافی دربرابر کرنش محوری و کرنش حجمی دربرابر کرنش محوری هستند. شکل (۱۳) شبیه‌سازی آزمایش سه‌محوری با مدل PZ را نشان می‌دهد. هم‌چنین شکل (۱٤) نتایج شبیه‌سازی آزمایش سه‌محوری را با مدل PZ اصلاح‌شده نشان می‌دهد. در شکل (۱۲-الف) مقدار کرنش محوری پس از ۵ سیکل بارگذاری و باربرداری ٪۳/۱۵ است.

مدل PZ، ٪٦ کرنش محوری و مدل PZ اصلاح‌شده، ٪۳/٤ کرنش محوری پس از ۵ سیکل بارگذاری و باربرداری را محاسبه می‌کند. کرنش محوری پیش-بینی‌شده توسط مدل PZ اصلاح‌شده به‌میزان واقعی آن در آزمایش نزدیک‌تر است. کرنش حجمی تجمعی پیش-بینی‌شده با مدل PZ اصلاح‌شده در شکل (١٤-ب) برابر ٪۱/٦٥ است که تطابق مناسبی با مقدار واقعی آن در آزمایش یعنی ٪۱/۷ دارد. کرنش حجمی تجمعی پیش-بینی‌شده با مدل PZ معادل ٪۳/۵ است.

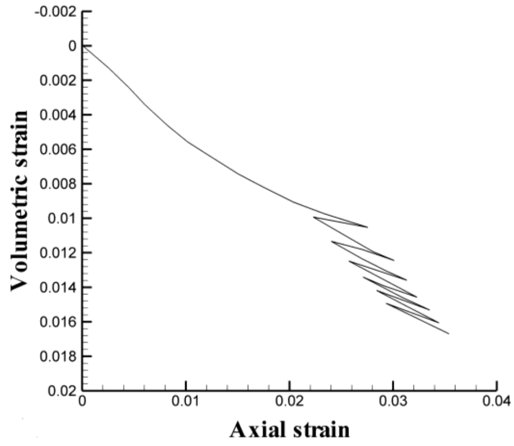
جدول ۵ پارامترهای مدل PZ و مدل PZ اصلاح‌شده برای شبیه-سازی آزمایش سه‌محوری دینامیکی برروی ماسهٔ توکاچی

پارامتر مدل	مقدار
مدول حجمی پایه(kPa) K_0	۹/٤×۱۰^{۳}
مدول برشی پایه(kPa) G_0	٦/۵×۱۰^{۳}
پارامتر ثابت مدل M_f	۰/۵۳
شیب خط حالت بحرانی M_g	۱/۳۵
ضریب خمیری اولیه (بارگذاری) H_0	٦/۰×۱۰^{۳}
پارامتر ثابت مدل (باربرداری) H_{U0}	۱/۰×۱۰^{۲}
پارامتر ثابت مدل (بارگذاری مجدد) γ^a	۱٤۰/۰
پارامتر ثابت مدل (بارگذاری مجدد) γ'^b	۱/۰
پارامتر ثابت مدل (باربرداری) γ_U	۱/۰
پارامتر ثابت مدل β_0	۱/۰
پارامتر ثابت مدل β_1	۰/۱
پارامتر ثابت مدل (بارگذاری و باربرداری) β_2^a	۱/۰×۱۰^{۳}
پارامتر ثابت مدل (بارگذاری و باربرداری) β_3^a	۰/۵

[a] فقط مدل PZ   [b] فقط مدل PZ اصلاح‌شده

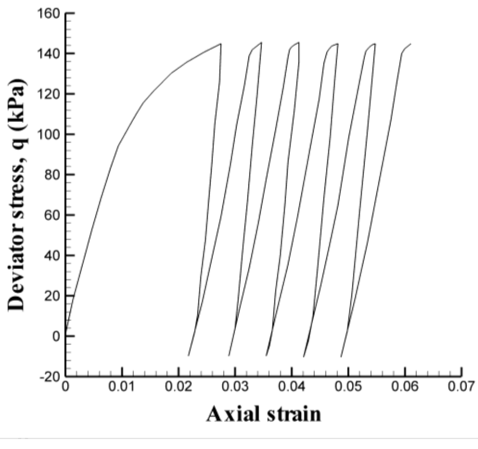


(الف)

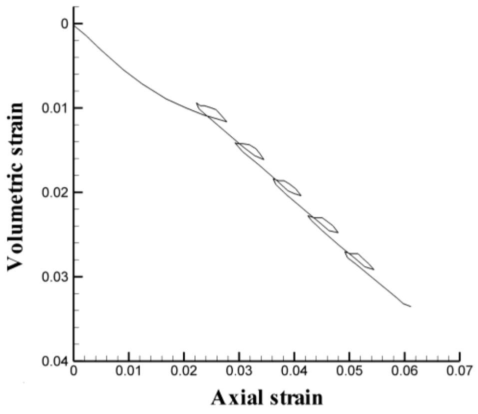


(ب)

شکل ۱۲ رفتار ماسهٔ توکاچی در آزمایش سه‌محوری دینامیکی زهکشی‌شدهٔ لینگ و همکاران [26]: (الف) تغییرات تنش انحرافی در برابر کرنش محوری و (ب) تغییرات کرنش حجمی دربرابر کرنش محوری

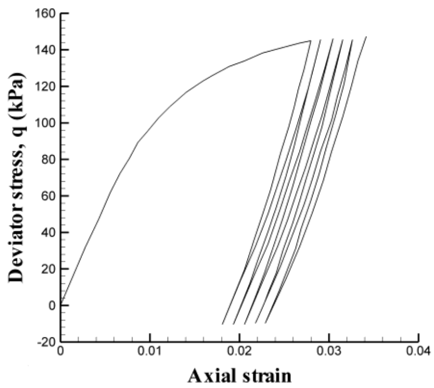


(الف)

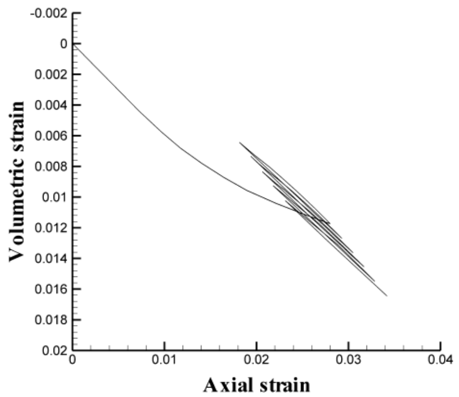


(ب)

شکل ۱۳ شبیه‌سازی آزمایش سه‌محوری دینامیکی لینگ و همکاران [26] با مدل PZ: (الف) تغییرات تنش انحرافی دربرابر کرنش محوری و (ب) تغییرات کرنش حجمی در برابر کرنش محوری



(الف)



(ب)

شکل ۱٤ شبیه‌سازی آزمایش سه‌محوری دینامیکی لینگ و همکاران [26] با مدل PZ اصلاح‌شده: (الف) تغییرات تنش انحرافی در برابر کرنش محوری و (ب) تغییرات کرنش حجمی دربرابر کرنش محوری

نتیجه‌گیری

دو اصلاح مؤثر برای بهبود پیش‌بینی رفتار دینامیکی خاک‌های دانه‌ای متراکم و هم‌چنین بهبود پیش‌بینی کرنش‌های خمیری پیش‌رونده تحت بارهای متناوب (رچتینگ) ارائه شد. در ابتدا دو سری آزمایش سه‌محوری دینامیکی برروی ماسهٔ سست و متراکم انتخاب شد و رفتار آنها توسط مدل رفتاری PZ پیش‌بینی گردید. در طول این بررسی مشخص شد که مدل رفتاری PZ قادر به شبیه‌سازی پدیدهٔ سست‌شوندگی ماسهٔ متراکم در طول بارگذاری متناوب نیست و لازم است یک اصلاح مؤثر بدین منظور در مدل اعمال شود. اصلاح مذکور با شبیه‌سازی دو سری آزمایش سه‌محوری دینامیکی برروی ماسه صحت‌سنجی شد.

مدل PZ در خاک‌های دانه‌ای تحت بارهای متناوب و با سیکل‌های تنش نسبتاً کوچک کرنش‌های برشی خمیری پیش‌روندهٔ بیشتری را نسبت به آزمایش پیش‌بینی می‌کند. این مسئله ناشی از نقص مدل PZ در پیش‌بینی مطلوب پدیدهٔ رچتینگ به خصوص در سیکل‌های کوچک بارگذاری و باربرداری است. برای بهبود پیش‌بینی این رفتار یک اصلاح دیگر به مدل اعمال شد.

اصلاح مذکور نیاز به دو پارامتر جدید دارد که منجر به بهبود پیش‌بینی پدیدهٔ رچتینگ می‌شود. ابتدا از یک آزمایش سه‌محوری دینامیکی فرضی استفاده شد. سپس از یک آزمایش کرنش مسطح دینامیکی و یک آزمایش سه‌محوری دینامیکی برای تأیید صحت اصلاح اعمال‌شده استفاده شد. در خصوص اصلاح دوم بایستی اشاره نمود که اصلاح مذکور قادر به پیش‌بینی دقیق پدیدهٔ هیسترزیس در سیکل‌های بارگذاری و باربرداری به‌خصوص در سطوح تنش پایین‌تر نیست.

از مدل رفتاری اصلاح‌شده می‌توان برای شبیه‌سازی دینامیکی سازه‌هایی استفاده کرد که عمدتاً از مصالح دانه‌ای متراکم تشکیل شده‌اند. هم‌چنین در سازه‌هایی که تحت بارهای دینامیکی نسبتاً طولانی قرار گرفته و کرنش‌های خمیری جمع‌شونده در آنها قابل توجه است، می‌توان از مدل اصلاح‌شده استفاده کرد.

مراجع

1. Mroz, Z., and Zienkiewicz, O., "Uniform Formulation of Constitutive Equations for Clays and Sands" *Mechanics of engineering materials*, Vol. 12, Pp. 415-449, (1984).
2. Zienkiewicz, O., and Z. Mroz., "Generalized Plasticity Formulation and Applications to Geomechanics", *Mechanics of engineering materials*, Vol. 44, No. 3, Pp. 655-679, (1984).
3. Zienkiewicz, OC, Leung, KH, and Pastor, M., "Simple Model for Transient Soil Loading in Earthquake Analysis I Basic Model and its Application", *Int J Num Anal Meth Geomech, 9*, Pp. 453-476, (1985).
4. Pastor, M., Zienkiewicz, O., & Leung, K., "Simple Model for Transient Soil Loading in Earthquake Analysis. II. Non- Associative Models for Sands", *International journal for numerical and analytical methods in geomechanics*, Vol. 9, No. 5, Pp. 477-498, (1985).
5. Pastor, M., & Zienkiewicz, O., "A Generalized Plasticity, Hierarchical Model for Sand under Monotonic and Cyclic Loading", *Numerical Methods in Geomechanics*, Pp. 131-150, (1986).
6. Pastor, M., Zienkiewicz, O., and Chan, A., "Generalized Plasticity and the Modelling of Soil Behavior" *International Journal for Numerical and Analytical Methods in Geomechanics*, Vol. 14, No. 3, Pp. 151-190, (1990).

7. Pastor, M., Zienkiewicz, O., Xu, G., and Peraire, J., "Modeling of Sand Behavior: Cyclic Loading, Anisotropy and Localization" Modern Approaches to Plasticity, D. Kolymbas (ed.), Pp. 469-492, (1993).
8. Bahda, F., Pastor, M., & Saitta, A., "A Double Hardening Model based on Generalized Plasticity and State Parameters for Cyclic Loading of Sands", Numerical models in Geomechanics. The Netherlands, Rotterdam, Pp. 33-38, (1997).
9. Zhang, H., Heeres, O., De Borst, R., & Schrefler, B., "Implicit Integration of a Generalized Plasticity Constitutive Model for Partially Saturated Soil", *Engineering Computations*, Vol. 18, No. 1/2, Pp. 314-336, (2001).
10. Schrefler, B., Zhang, H., Pastor, M., & Zienkiewicz, O., "Strain Localisation Modelling and Pore Pressure in Saturated Sand Samples", Computational Mechanics, Vol. 22, No. 3, Pp. 266-280, (1998).
11. Ling, H. I., and Liu, H., "Pressure-level Dependency and Densification Behavior of Sand through Generalized Plasticity Model", *Journal of engineering mechanics*, Vol. 129, No. 8, Pp. 851-860, (2003).
12. Merodo, J., A., Tamagnini, R., Pastor, M., Mira, P., "Modelling Damage with Generalized Plasticity", Rivista Italiana di Geotecnica, Vol. 4, Pp.32-42, (2005).
13. Mira, P., Tonni, M., Pastor, M., and Fernandez Merodo, A., "A Generalized Midpoint Aalgorithm for the Integration of a Generalized Plasticity Model for Sands", *Int J Numer Meth Engng*, Vol. 77, No. 9, Pp. 1201-1223, (2009).
14. Lashkari, A., & Latifi, M., "A Constitutive Model for Sand Liquefaction under Continuous Rotation of Principal Stress Axes", *Mechanics Research Communications*, Vol. 36, No. 2, 215-223, (2009).
15. Golchin, A., & Lashkari, A., "A Critical State Sand Model with Elastic–plastic Coupling", *International Journal of Solids and Structures*, Vol. 51, No. 15-16, 2807-2825, (2014).
16. Iraji, A., Farzaneh, O. and Seyedi Hosseininia, E., "A Modification to Dense Sand Dynamic Simulation Capability of Pastor-Zienkiewics-Chan Model", Acta Geotechnica, Vol. 9, No. 2, Pp. 343-353, (2014).
17. Goorani, M., and Hamidi, A., "A Generalized Plasticity Constitutive Model for Sand-gravel Mixtures, *International Journal of Civil Engineering*, Vol. 13, No. 2, Pp. 133-145, (2015).
18. Ravanbakhsh, E., and Hamidi, A., "Development of a Generalized Plasticity Constitutive Model for Cemented Sands Using Critical State Concept", *International Journal of Geotechnical Engineering* Vol. 7, No. 4, Pp. 364-373, (2013).
19. Najma, A. and Latifi, M., "Predicting Flow Liquefaction, a Constitutive Model Approach", Acta Geotechnica, Vol. 12, No. 4, Pp. 793-808, (2017).
20. Nova, R., and Wood, D. M., "A Constitutive Model for Sand in Triaxial Compression", *International journal for numerical and analytical methods in geomechanics*, Vol. 3, No. 3, Pp. 255-278, (1979).

21. Pradhan, T. B. S., Tatsuoka, F., Sato, Y., "Experimental Stress-dilatancy Relations of Sand Subjected to Cyclic Loading", Soils and Foundations, Vol. 29, No. 1, Pp. 45-64, (1989).
22. Masuda, T., Tatsuoka, F., Yamada, S., & Sato, T., "Stress-Strain Behavior of Sand in Plane Strain Compression, Extension and Cyclic Loading Tests", Soils and Foundations, Vol. 39, No. 5, Pp. 31-45, (1999).
23. Tatsuoka, F, and Ishihara, K., "Drained Deformation of Sand under Cyclic Stresses Reversing Direction", Soils and Foundations, Vol. 14, No. 3, Pp. 51-65, (1974b).
24. Niemunis, A., and Herle, I., "Hypoplastic Model for Cohesionless Soils with Elastic Strain Range", Mechanics of Cohesive- frictional Materials, Vol. 2, No. 4, Pp. 279-299, (1997).
25. Karimi, J., Sato, T., & Koseki, J., "Plane Strain Compression Tests with Image Analysis on Dense Toyoura Sand", *Bulletin of ERS*, No. 38, Pp. 81-92, (2005).
26. Ling, H. I., Yang, S., Leshchinsky, D., Liu, H., and Burke, C., "Finite-element Simulations of Full-scale Modular-block Reinforced Soil Retaining Walls under Earthquake Loading", *Journal of Engineering Mechanics*, Vol. 136, No. 5, Pp. 653-661, (2010).